

УДК 624.159

Е.Г.СТОЯНОВ, канд. техн. наук

Харьковская национальная академия городского хозяйства

УСИЛЕНИЕ ЛЕНТОЧНЫХ ФУНДАМЕНТОВ ПРИ РЕКОНСТРУКЦИИ ПЕРВЫХ ЭТАЖЕЙ ЗДАНИЙ

Рассматриваются варианты усиления ленточных фундаментов зданий при реконструкции первых этажей с увеличением в них проемов, а также предлагается методика расчета этих усилений.

Реконструкция первых этажей зданий проводится при переоборудовании их под офисные, торговые или выставочные помещения. При этом, как правило, увеличиваются оконные и дверные проемы как по высоте, так и по ширине. При увеличении ширины проемов уменьшается ширина простенков и, как следствие, уменьшается несущая способность как самих простенков, так и перемычек над проемами. Кроме того, изменяется схема передачи нагрузок на ленточные фундаменты. Так, вместо принятой в практических расчетах равномерно распределенной нагрузки ленточный фундамент загружается сосредоточенными силами, приложенными в местах расположения уменьшенных простенков.

Задачи увеличения несущей способности простенков и перемычек над увеличенными проемами решаются чаще всего за счет установки новых стальных перемычек и обойм [1, 2]. Весь проем обрамляется замкнутой стальной рамой.

Значительно более сложная задача – обеспечение дальнейшей эксплуатационной пригодности ленточных фундаментов при изменении расчетной схемы их работы.

В большинстве случаев реконструируемые здания имеют ленточные фундаменты, выполненные в виде бутобетонной кладки или из монолитного бетона.

При наличии подвала в здании сосредоточенная нагрузка от простенков первого этажа на уровне подошвы фундамента практически трансформируется в квазиравномерно распределенную нагрузку на основание. При этом стена подвала работает как балка-стенка, имеющая достаточно большую жесткость в своей плоскости.

При отсутствии подвала ленточный фундамент имеет значительно меньшую жесткость в своей плоскости, которая определяется глубиной заложения и конструкцией фундамента.

При представлении нагрузки на фундамент от вышележащей части стены здания в виде сосредоточенных сил предлагается рассматривать схему работы ленточного фундамента как перевернутую висячую

стену (ленточный фундамент и грунт основания), опирающуюся на столбы-простенки. При этом площадка опирания ленточного фундамента на столб-простенок определяется толщиной фундамента h и шириной базы опирания a .

Размер a может варьироваться в различных пределах: от фактической минимальной ширины простенка до размера длины базы усиления, выполненной в виде стальной жесткой конструкции.

Низ обрамленного проема выполняется из стальных прокатных профилей. Эти профили (балки) на участке между простенками вместе с ленточным фундаментом заменяются эквивалентным по жесткости условным поясом кладки [3, 4] высотой

$$H_o = 2\sqrt[3]{\frac{EI}{E_o h}}, \quad (1)$$

где h – толщина ленточного фундамента; EI – жесткость прокатного профиля нижнего обрамления проема; E_o – модуль упругости кладки ленточного фундамента.

Длина участка эпюры распределения давления в каждую сторону от площадки опирания a принимается равной $s = 1,57H_o$ [3, 4].

При выборе величины базы опирания a возможны следующие варианты:

1) $a \leq 2s$; в этом случае эпюра распределения давления может приниматься треугольной, и максимальная величина напряжений определяется по формуле

$$\sigma = \frac{2N}{h(a+2s)}, \quad (2)$$

где N – нагрузка от столба-простенка;

2) $2s < a \leq 3s$; в этом случае эпюра распределения давления принимается трапециевидной, и максимальная величина напряжений

$$\sigma = \frac{N}{ah}; \quad (3)$$

3) $a > 3s$; для обеспечения равномерного давления на грунт под подошвой ленточного фундамента величина a может достигать значения

$$a = B - 2H_\phi \operatorname{tg} 30^\circ = B - 1,16H_\phi, \quad (4)$$

где B – расстояние между столбами-простенками в осях; H_ϕ – высота ленточного фундамента.

Последний вариант нельзя считать целесообразным в силу его металлоемкости и трудоемкости исполнения, поэтому рекомендуется выбирать конструктивное решение между двумя первыми вариантами.

Так, при устройстве базы передачи нагрузки с $a \leq 2s$ (рисунок, а) наибольшие напряжения за пределами базы a

$$\sigma = \frac{2N_s}{h(a+2s)(0,5a+s)}, \quad (5)$$

а изгибающий момент в балках нижнего обрамления проема

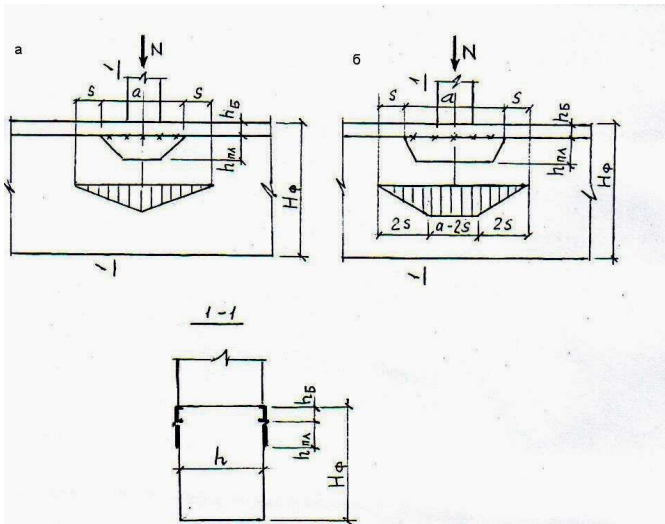
$$M = \frac{Ns^3}{3(a+2s)(0,5a+s)}. \quad (6)$$

При устройстве базы передачи нагрузки в случае $2s < a < 3s$ (рисунок, б) наибольшие напряжения за пределами базы a

$$\sigma = \frac{N}{2ah}, \quad (7)$$

а изгибающий момент в балках нижнего обрамления

$$M = \frac{Ns^2}{12a}. \quad (8)$$



Распределение напряжений в фундаменте:

а – при $a \leq 2s$; б – при $2s < a < 3s$

По величинам изгибающих моментов (6), (8) определяются необходимые сечения прокатных профилей балок обрамления.

Размеры боковых пластин базы принимаются исходя из действующего изгибающего момента в пределах базы a . Толщину пластин базы δ можно принять в пределах 10...16 мм. Изгибающий момент в

плоскости пластин

$$M = \frac{Ns^2}{4a}. \quad (9)$$

Высота пластины при принятой толщине δ

$$h_{пл} = \sqrt{\frac{6M}{2R_y\delta}} - h_\delta, \quad (10)$$

где R_y – расчетное сопротивление стали пластин; h_δ – высота балок нижнего обрамления проема.

При практическом решении задачи усиления следует предварительно принять высоту профиля нижнего обрамления (швеллеры не менее [12 или уголки не менее $\perp 125 \times 80 \times 10$). При последующем решении задачи эти профили корректируются.

1.Кутуков В.Н. Реконструкция зданий. – М.: Высш. шк., 1981. – 263 с.

2.Молодченко Г.А., Гринь В.И. Реконструкция и усиление зданий и сооружений. – К.: ИСИО, 1993. – 171 с.

3.СНиП-II-22-81. Каменные и армокаменные конструкции. – М.: Стройиздат, 1983.

4.Вахненко П.Ф. Каменные и армокаменные конструкции. – К.: Будівельник, 1978. –152 с.

Получено 12.02.2009

УДК 666.9 : 691.32

М.С.ЗОЛОТОВ, профессор, Т.В.РАПИНА

Харьковская национальная академия городского хозяйства

КРУПНОПОРИСТЫЙ КЕРАМЗИТОБЕТОН НА ОСНОВЕ ВЫСОКОКОНЦЕНТРИРОВАННОЙ КВАРЦЕВОЙ СУСПЕНЗИИ, ПОЛУЧЕННОЙ С ПОМОЩЬЮ НАНОТЕХНОЛОГИЧЕСКОГО ПОДХОДА ПРОИЗВОДСТВА

Приведены результаты исследования получения крупнопористого керамзитобетона с максимальным учетом особенностей этого материала. В качестве вяжущего была использована высококонцентрированная кварцевая суспензия, полученная на основе нанотехнологического подхода производства. Формование бетона осуществлялось по методу «восходящего раствора» без вибрации. Установлено, что при расходе вяжущего в пределах 300–400 кг/м³ получен наиболее качественный крупнопористый бетон, обладающий оптимальной структурой и прочностью после отверждения 4,1–5,9 МПа.

В отрасли строительных материалов Украины крупнопористые бетоны используются с середины прошлого века. Структура крупнопористого бетона определяет его особые свойства: сравнительно небольшую объемную массу, невысокую теплопроводность, значительную фильтрационную способность, проницаемость.